

近海人工沙坝护岸养滩的模拟方法

马悦¹, 拾兵^{1*}, 杨燕雄², 赵多苍¹

(1 中国海洋大学工程学院, 青岛 266100;

2 河北省地矿局秦皇岛矿产水文工程地质大队, 河北秦皇岛 066001)

摘要:随着海岸侵蚀的日益加剧和人类对环境保护意识的增强, 新型护岸养滩工程措施不断涌现, 其中近自然的海底人工沙坝更是受到海岸工程界的青睐, 并已在北戴河海滩恢复治理工程中得到成功应用。基于北戴河海域环境动力、泥沙输运和人工沙坝间的相互作用, 从物理模拟和数值模拟两个方面进行研究。首先阐明物理模型试验所遵循的相似条件、制作方法和控制条件, 并利用 Delft3D 软件对极限波高作用下的沙坝变形与岸滩演变进行了数值模拟, 再将两种方法得到的地形结果进行了分析比较。研究结果表明: 物理模型试验具有直观、快捷和精度较高的特点; 数学模型则需不断调整计算参数、检查泥沙计算过程中的收敛性和成果的合理性。经反复验证的数学模型, 其计算结果可以达到物理模型试验所要求的工程精度。

关键词: 海岸侵蚀; 人工沙坝; 护岸养滩; 物理模型试验; 数值模拟

中图分类号: P753

文献标识码: A

全球范围内沿海地区是人口密集、城市化水平高的地区, 也是发达的旅游地带, 其开发与发展依托滨海自然资源, 特别是海滩旅游资源。因此, 世界各国十分重视对海滩资源的合理开发、利用和保护。

1 研究背景

目前, 全球海岸普遍遭受侵蚀, 其中砂质海岸有近 70% 处于侵蚀状态, 岸线平均蚀退率 $>1 \text{ m/a}^{[1,2]}$; 中国 70% 左右的砂质海岸线以及几乎所有开阔的淤泥质岸线均存在海岸侵蚀现象^[3]。河北

省砂质海岸是渤海海岸侵蚀灾害最严重的区段之一, 主要集中于秦皇岛市, 海岸侵蚀表现为滩面变窄、滩砂粗化和滩面下蚀^[4]; 岸线蚀退率达 $1.5 \sim 3.5 \text{ m/a}$, 严重制约了海滩旅游事业, 急需整治^[5]。

历史上曾广泛采用的抵御海岸侵蚀的筑堤等硬工程虽然在一定时期内起到了作用, 但长远来看它加重了海滩侵蚀的强度。实践经验和理论研究已经表明, 来自沙丘、海滩和近滨地区的沙是自然存在的适于防护海滨的最好物质^[6]。半个世纪以来, “人工养滩”等软工程逐渐成为一种新型的海岸保护方式, 其中近海人工沙坝是较具潜力的发展方向, 也是目前“人工养滩”研究中备受关注的课题。

人工沙坝不仅具有潜堤的功效, 更是海滩物质的储备库^[7]。一方面, 人工沙坝削弱波浪强度, 降低沿岸水流的挟沙能力, 而且波浪破碎形成沿岸流系将沙坝泥沙向岸输移, 补充泥沙到坝后掩护区域; 另一方面, 供沙量只增不减, 弥补了硬防护截断泥沙输移通道和堤脚冲刷严重的缺点; 而且经济花费低、符合自然和谐的规律以及有利于

收稿日期: 2012-11-03

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51279189); 国家海洋局中央分成海域使用金支出项目 (200905008-05)

作者简介: 马悦 (1989—), 女, 在读硕士, 主要从事海岸侵蚀与防护技术方面的研究工作。E-mail: massie_mass@163.com

*** 通讯作者:** 拾兵 (1961—), 男, 博士, 教授, 主要从事河流、海洋泥沙动力学及海底管线冲刷防护技术研究工作。E-mail: sediment@ouc.edu.cn

环境美观。

随着“保堤必须保滩”等先进海岸防护思路的提出以及对海岸海洋资源开发和环境保护的日益重视,海滩修复、人工育滩、生态护岸等环境友好型的海岸防护措施逐渐在我国实施。北戴河海滩恢复治理工程始于 2008 年,主要包括人工养滩、人工岬头建设、试验检测和后期维护 4 部分,目前取得了理想的防护效果,部分海滩的浴场功能得到显著恢复。其中,老虎石公共浴场海滩及其周边岬湾海岸恢复治理工程的建设内容有:人工海滩喂养、水下沙坝吹填、老虎石海滩西侧栈桥处抛石岬头、木栈道观景长廊、人工覆植沙丘。本文拟从物理模型试验和数值模拟角度,研究近海人工沙坝护岸养滩的模拟方法,为类似工程的设计和实施提供参考。

2 物理模型试验

由于海洋动力及其边界变化极其复杂,且相关变量众多,很多问题以现有理论不能清晰描述,也难依据以往工程经验得到解决,因此,物理模型试验就成为解决这类复杂问题的重要手段之一。

本文使用断面水槽试验研究近海人工沙坝在不同波浪条件下的护岸养滩作用。测定不同工况下的沙坝折减系数(定义为沙坝背浪侧波高与迎浪侧波高比值)和剖面地形变化,比较分析沙坝的离岸距离和沙坝高程对折减系数和地形的影响,揭示它们之间的相互变化关系,优化工程方案。

2.1 物理模型的制作

设计物理模型需要明确所研究问题的尺度和动力条件,根据《波浪模型试验规程》(JTJ/T234—2001)和《海岸与河口潮流泥沙模拟技术规程》(JTJ/T233—98),并考虑实际试验条件,确定物理模型比尺,使其满足复合力、单项力相似准则和相应限制条件。

本文物理模型试验采用长度比尺 1 : 10 的正态波浪模型,在中国海洋大学山东省海洋工程重点实验室 60 m×3 m×2.0 m 大型波流水槽内进行。波高测量采用电阻式浪高仪,试验布置如图 1 所示。试验采用天然砂开展模拟研究,其中原型砂中值粒径为 1.5 mm,模型砂中值粒径为

0.15 mm。

图 1 试验断面及波高仪布置图

Fig.1 Location of experimental cross-section and wave gauges

试验共有 30 种工况,具体条件如表 1 所列。根据海域特征水位,确定代表水位有:设计高水位 1.35 m,极端高水位 2.66 m,水位 0.0 m。模型试验采用规则波,各工况波高为对应水位下的极限波高,试验中以离岸 400 m 处 4 号波高仪测得的波高为控制波高。

试验均以无海底沙坝工况为比较对象,观测波浪作用过程中波高和地形变化,连续造波 300 min,待海底地形基本稳定后结束本次试验。待水面无震荡,率定波高仪,量取地形剖面。平整地形后进行下一工况,重复相关步骤,直至完成全部试验。

表 1 试验工况
Table 1 Conditions for experiment

工况	水位 /m	极限 波高/m	波浪 周期/s	沙坝 高程/m	坝顶宽 度/m
无沙坝 (自然状态)	0.00	2.34	4.42		
	1.35	3.00	6.32		
	2.66	4.40	8.37		
沙坝离岸 距离 200 m	0.00	2.34	4.42	—0.9	
	1.35	3.00	6.32	0.0	
	2.66	4.40	8.37	1.0	
沙坝离岸 距离 250 m	0.00	2.34	4.42	—0.9	
	1.35	3.00	6.32	0.0	30
	2.66	4.40	8.37	1.0	
沙坝离岸 距离 300 m	0.00	2.34	4.42	—0.9	
	1.35	3.00	6.32	0.0	
	2.66	4.40	8.37	1.0	

2.2 物理模型试验结果分析

物理模型试验主要通过分析波浪折减系数和近岸剖面变化来研究人工沙坝的防护效果和自身稳定情况。因此,试验观测主要内容为定点波高和剖面地形;同时留意到沙坝稳定后水下休止角与沙波物理参数。

沙坝物理参数表示意义见图 2,其中: H_i 为 i 号波高仪测得波高; d 为沙坝高; R 为坝顶水深; X 为沙坝离岸距离; L 为入射波波长,则有:沙坝折减系数为 $K=H_2/H_3$;相对坝高为 d/H_3 ;相对坝顶水深为 R/H_3 ;波高变化率为 $a=H_i/H_4$;波陡为 H_3/L 。

整理试验数据结果绘制曲线:①沙坝折减系数与相对坝高、相对坝顶水深和沙坝离岸距离的关系曲线;②不同工况下近岸剖面波高变化率连线;③不同工况下近岸剖面地形变化曲线。主要分析相对坝高、相对坝顶水深、离岸距离和波陡等 4 个因素对折减系数、近岸剖面地形和沙坝自身稳定情况的影响。

图 2 沙坝物理参数

Fig. 2 Physical parameters of the sandbar

现简单分析相对坝顶水深 R/H_3 对折减系数 K 的影响,得到沙坝对波浪传播的限制能力。本试验中,当 $d/H_3=0$ 时,指无沙坝工况;当 $d/H_3 \geq 1.7$,坝顶高程高出水位,此时,坝顶虽有部分越浪,但折减系数 K 可近似为 0,当 d/H_3 继续增加,坝顶高程与水位差越来越大,坝顶外露,坝前波能完全作用于坝身和被反射。图 3 中的相对坝顶水深与折减系数的拟合曲线是相对坝高 $d/H_3 \in [0, 1.7]$ 范围内得到的,

$$\begin{cases} K = -0.31(R/H_3)^2 + 0.64(R/H_3) + 0.08 & 0 \leq R/H_3 < 0.9 \\ K = 0.4 & R/H_3 \geq 0.9 \end{cases}$$

可以看到: $R/H_3 < 0.9$ 范围内, K 随着 R/H_3 的增加而增大,其最大值约 0.4; $R/H_3 \geq 0.9$, K 保持稳定不变。这是因为相对坝顶水深主要影响波浪在沙坝顶部的损耗(主要包括底摩阻能量损耗和紊动能损耗)和波浪反射能量。当相对坝顶水深较小时,波浪在坝顶存在极强的紊动,坝顶处的底摩阻作用也很强,波浪反射较大,波浪直接在坝顶或坝附近破碎,波能损耗的比例(坝顶耗能与入射波波能之比)大,因而折减系数小。当相对坝顶水深较大时,坝顶对波的摩阻耗能较弱(如果相对坝顶水深足够大,可视为深水波,底摩阻能量损耗可以忽略不计),紊动也较弱,波浪在坝后一定的距离处破碎,所以折减系数大。

物理模型试验研究结果表明:在极限波浪 6~7 h(原型时间)的强烈作用下,海底人工沙坝迎浪面和顶部变形明显,局部高程不一定低于初始高程,具有明显的消波护岸功能;仅从消浪效果考虑,沙坝高程越高,消浪效果越好(折减系数越小);从坝后岸滩的冲淤变化和沙坝稳定程度考虑,高程为 0.0 m、离岸距离为 250 m 工况最为理想。

图 3 折减系数与相对坝顶水深的关系

Fig. 3 Regression curve of reduction coefficient and relative depth at the crest of a sandbar

3 数值模拟

利用 DELFT3D-FLOW(含 MOR)模拟工程中人工沙坝及其掩护区域的变化是另外一种研究途径。通过对工程前后海滩剖面和折减系数的计算与比较,可研究近海人工沙坝的护岸养滩效果。

其数学控制方程是:

连续方程(正交曲线坐标系):

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi}} \sqrt{G_{\eta}}} \frac{\partial [(d + \zeta) u \sqrt{G_{\eta}}]}{\partial \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi}} \sqrt{G_{\eta}}} \frac{\partial [(d + \zeta) v \sqrt{G_{\xi}}]}{\partial \eta} = Q \tag{1}$$

水平方向动量方程：

$$\begin{aligned} &\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{\sqrt{G_{\xi}}} \frac{\partial u}{\partial \xi} + \frac{v}{\sqrt{G_{\eta}}} \frac{\partial u}{\partial \eta} + \frac{w}{d + \xi} \frac{\partial u}{\partial \sigma} - \frac{v^2}{\sqrt{G_{\xi}} \sqrt{G_{\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\eta}}}{\partial \xi} + \\ &\frac{uv}{\sqrt{G_{\xi}} \sqrt{G_{\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\xi}}}{\partial \eta} - f v = \\ &-\frac{1}{\rho_0 \sqrt{G_{\xi}}} P_{\xi} + F_{\xi} + \frac{1}{(d + \zeta)^2} \frac{\partial}{\partial \sigma} (\epsilon \frac{\partial \zeta}{\partial t} \frac{\partial u}{\partial \sigma}) + M_{\xi} \\ &\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{u}{\sqrt{G_{\xi}}} \frac{\partial v}{\partial \xi} + \frac{v}{\sqrt{G_{\eta}}} \frac{\partial v}{\partial \eta} + \frac{w}{d + \xi} \frac{\partial v}{\partial \sigma} - \frac{u^2}{\sqrt{G_{\xi}} \sqrt{G_{\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\xi}}}{\partial \eta} + \\ &\frac{uv}{\sqrt{G_{\xi}} \sqrt{G_{\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\eta}}}{\partial \xi} + f u = \\ &-\frac{1}{\rho_0 \sqrt{G_{\eta}}} P_{\eta} + F_{\eta} + \frac{1}{(d + \zeta)^2} \frac{\partial}{\partial \sigma} (\epsilon \frac{\partial \zeta}{\partial t} \frac{\partial v}{\partial \sigma}) + M_{\eta} \end{aligned} \tag{2}$$

式中： ξ, η 为平面曲线坐标；

ζ 为水位；

d 为基准面以下水深；

$\sqrt{G_{\xi}}, \sqrt{G_{\eta}}$ 分别为 ξ, η 方向的坐标变换系数；

u, v 分别为 ξ 与 η 方向的水深平均流速；

ρ 为水密度；

f 为柯氏力系数；

n 为曼宁系数；

P_{ξ}, P_{η} 为 ξ 与 η 方向上的压力梯度。

悬沙输运 DELFT3D 模型分若干组粒径进行，直角坐标系下各组悬沙的对流扩散方程如下：

$$\begin{aligned} &\frac{\partial c^l}{\partial t} + \frac{\partial u c^l}{\partial x} + \frac{\partial v c^l}{\partial y} + \frac{\partial (w - w_s^l) c^l}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial x} (\epsilon_{s,x}^l \frac{\partial c^l}{\partial x}) - \\ &\frac{\partial}{\partial y} (\epsilon_{s,y}^l \frac{\partial c^l}{\partial y}) - \frac{\partial}{\partial z} (\epsilon_{s,z}^l \frac{\partial c^l}{\partial z}) = 0 \end{aligned} \tag{4}$$

式中： c^l 为第 l 组泥沙浓度， kg/m^3 ；

u, v, w 是水流速度分量；

W_s^l 第 l 组泥沙沉降速度，黏性和非黏性采用不同公式；

$\epsilon_{s,x}^l, \epsilon_{s,y}^l, \epsilon_{s,z}^l$ 为第 l 组泥沙涡动扩散系数 (m^2/s)，通过建立于涡动扩散系数之间关系求得。

对于非黏性泥沙，按照 van Rijn 公式计算沉降速度、侵蚀率和淤积率，根据 Engelund-Hansen 输沙公式计算输沙率。

3.1 模型设置与参数

考虑到 FLOW 模块和 WAVE 模块处理边界的特点，计算区域为矩形，离岸方向 410 m，离岸方向 600 m (包含模拟波浪作用不准确的范围)，最后取中心剖面数据。由于计算区域较小，曲线正交网格均匀分布，分辨率是 $5.0 \text{ m} \times 5.0 \text{ m}$ ，观测点与物理模型试验中波高仪的位置一致。不考虑风和沿岸流的影响。

采用 3D 计算，垂向分 5 层；经过比较分析，3D 湍流模型选择 k-Epsilon；模拟时间长度为 20 h，计算开始 300 min 后计入地形变化。参数设置如表 2 所列。矩形区域共 4 条边界：对于波浪入射边界 (平行于岸线)，根据水动力控制条件设置水位恒定；沿岸上、下游边界选择流进、流出流量均为零，即物理模型试验中水槽边壁的影响；向岸边界处单位网格流量为零，即此处恒不与水接触。初始条件根据不同工况更改水位，悬沙浓度设为 0。

表 2 参数设置

Table 2 Parameters applied in the computations	
参数	值
时间步长	3 s
糙率	0.02 $\text{m}^{1/3}/\text{s}$
水平涡黏系数	0.05 m^2/s
泥沙密度	2 650 kg/m^3
中值粒径 D50	0.15 mm

3.2 数值模拟结果对比分析

以一种工况 (沙坝距离为 250 m、沙坝高程为 0.0 m、水位 0.00 m、波高 2.34 m) 为例，讨论沙坝在修建后一段时间内对波浪的调整能力，即折

减系数 K 随时间的变化,提取模型中各时刻坝后、坝前观测点的有效波高,计算 K 得到图 4;同时分析数值模拟的波浪作用下的剖面地形变化,并与物理模型试验的模拟结果做比较,对比曲线如图 5 所示。

图 4 折减系数随时间变化

Fig. 4 Regression curve of reduction coefficient and computation time series

图 4 显示开始计算后 5~10 h 之间,折减系数 K 先增大后减小,约 11 h 后趋于稳定值 0.025。根据计算结果,5~10 h 之间,沙坝在波浪作用下变形剧烈,其迎浪侧被侵蚀,所以折减系数 K 变化剧烈;10~11 h 坝顶双峰形成;11 h 以后沙坝保持双峰特征,整个剖面地形基本趋于稳定,所以这段时间折减系数 K 微小浮动在稳定值上下。通过分析可以看出,沙坝调整波高的能力是显著的,并且沙坝稳定后折减系数 K 也趋于稳定。

图 5 剖面地形变化

Fig. 5 Topographical changes of a profile

由图 5 可以看出,在岸边(距离 0~45 m)和坝后区域地形基本无变化,与物理模型试验结果

基本一致。数值模拟结果和物理模型试验结果都显示,沙坝位置基本不变,且顶部形成冲沟;但数值模拟得到冲沟位置在坝顶部中心处,最大高程增量约 0.4 m,沙坝迎浪侧受冲刷较严重,沙坝掩护区域基本无变化;物理模型试验得到冲沟位置位于沙坝迎浪侧,坝顶最大高程增量近 0.6 m,坝后有少量淤积,岸边有微小冲淤。

在设计高水位和极端高水位条件下的数值模拟结果显示,沙坝变形剧烈,坝后掩护区域整体淤积高程增加,并且在岸边存在小范围、低程度的侵蚀和淤积。

综合来看,数值模拟结果与物理模型试验结果整体变形曲线基本一致,局部地形存在较小差异。由于海洋动力环境作用下泥沙运动的复杂性,数学模型中的泥沙动力参数尚需物理模型试验或野外观测资料的验证,方可保证两种模拟结果的一致性。

4 结论

对近海人工沙坝的物理模型试验和数值模拟的研究表明:

(1)人工沙坝具有明显的海岸防护效果;

(2)相同沙坝位置,沙坝高程越高,折减系数越小,沙坝防护效果越好;相同沙坝高程,沙坝位置离岸 250 m 时的折减系数最小。总的来说,折减系数与坝顶相对水深和入射波浪 2 个因素有关,需兼顾两者才能达到最优的消浪效果。

(3)在设计高水位、极端高水位对应的波浪作用下,沙坝变形剧烈,所以沙坝顶宽接近通常条件下波浪的动力调整得到稳定值即可。

(4)因海洋动力环境下泥沙运动的复杂性,物理模型试验与数学模型计算结果的吻合程度取决于泥沙动力参数是否准确。缺少观测与试验资料验证的数学模型,其数值模拟结果与物理模型试验结果的差异较大,反之,则相对较小。故物理模型试验结果的可靠性相对较高,在资金允许的情况下应首先采用。

参考文献:

- [1] Komar P D. Beach Processes and Sedimentation (2nd Edition)[M]. New Jersey: Prentice Hall, 1998: 544.

[2] 任美镠. 海平面研究的最近进展[J]. 南京大学学报(自然科学), 2000, 36(3):269-279.

[3] 丰爱平,夏东兴. 海岸侵蚀灾情分级[J]. 海岸工程,2003, 22(2):60-66.

[4] 冯金良,崔之久,邸明慧,等. 秦皇岛地区侵蚀性海滩的演化及保护[J]. 海岸工程,1999,18(4):29-34.

[5] 邱若峰,杨燕雄,庄振业,等. 河北省沙质海岸侵蚀灾害和防治对策[J]. 海洋湖沼通报,2009,2:162-168.

[6] 美国海岸工程研究中心编,梁其苟,方钜,译. 海滨防护手册[M]. 北京:海洋出版社,1988.

[7] Hamm L, Capbianco M, Dette H H, et al. A summary of European experience with shore Nourishment[J]. Costal Engineering, 2002, 47(2):237-264.

SIMULATION METHODS FOR ARTIFICIAL NEARSHORE SANBARS
FOR COSTAL PROTECTION AND BEACH NOURISHMENT

MA Yue¹, SHI Bing^{1*}, YANG Yanxiong², ZHAO Duocang¹
(1 College of Engineering, Ocean University of China, Qingdao 266100, China;
2 Qinhuangdao Mineral Resource and Hydrogeological Brigade, Hebei Geological
Prospecting Bureau, Qinhuangdao 066001, Hebei, China)

Abstract: Facing the severe coastal erosion in coastal beaches and the increasing awareness of environmental protection of the public, new engineering measures aiming at coastal protection and beach nourishment have rapidly been developed recently. Artificial sandbar is one of the choices highly favored by coast engineers in coastal protection. In the coastal protection and beach nourishment project of Beidaihe, artificial sandbar has been successfully applied. Both physical simulation and numerical simulation were carried out by the authors to study the interaction of environmental dynamics and sediment transport in both the waters and sandbars. Physical simulation experiments were made under similar conditions, production process and control conditions and numerical simulation was carried out with Delft3D on sandbar deformation and coastal evolution in response to extreme wave conditions. Comparative studies were conducted for the results from the two methods. Results show that the physical simulation experiment is intuitive, rapid and highly accurate; and numerical modeling requires constant adjustment of computation parameters, verification of the convergence in sediment calculating process and examination of reasonableness of computational results. A number of validation studies on numerical model are required in order to obtain the equal precision of the physical simulation.

Key words: coastal erosion; artificial sandbar; coastal protection and beach nourishment; physical simulation experiment; numerical simulation